Transports Canada
Développement

Transport Canada
Development

TP 6308F

# Effet d'une armature en géotextile sur la stabilité des remblais établis sur sol mou argileux

*Rapport sommaire*

Préparé pour le
Centre de développement
des transports
Transports Canada

par
Golder Associates
et
Université Laval

AOÛT 1985

CA1
DTC 845
85
E23SZ
c.2

Canada

88-00278/

TP 6308F

# EFFET D'UNE ARMATURE EN GÉOTEXTILE SUR LA STABILITÉ DES REMBLAIS ÉTABLIS SUR SOL MOU ARGILEUX

par

Golder Associates

et

Université Laval

Août 1985

Les opinions et les vues exprimées dans ce rapport sont celles du contractant et ne reflètent pas nécessairement celles du Centre de développement des transports, Transports Canada.

Also available in English under the title: "The Effect of Geogrid Reinforcement on the Stability of Embankments on a Soft Sensitive Champlain Clay Deposit", TP 6308E.

## ÉQUIPE DE RECHERCHE

L'équipe de recherche était composée notamment de:

Golder Associates

J.R. Busbridge
P. Chan
D.D. Dubois
V. Milligan
A.S. Poschmann

Université Laval

P. La Rochelle
D. LeFebvre

Transports Canada / Transport Canada
Développement / Development

# FORMULE DOCUMENTAIRE DU RAPPORT

| 1. N° du rapport Transports Canada | 2. N° de l'étude — CDT | 3. N° de catalogue du destinataire |
|---|---|---|
| TP 6308F | 6159, 6160, 6161, 6162 | |

| 4. Titre et sous-titre | 5. Date du rapport |
|---|---|
| Effet d'une armature en géotextile sur la stabilité des remblais établis sur sol mou argileux | Mars 1985 |
| | 6. N° du rapport de l'organisme executant<br>841-1083 |

| 7. Auteur(s) | 8. N° de dossier Transports Canada |
|---|---|
| J.R. Busbridge, P. Chan, V. Milligan (Golder Associates)<br>P.R. La Rochelle, L.D. Lefebvre (Université Laval) | D 1465-437 |

| 9. Nom et adresse de l'organisme exécutant | 10. N° de dossier — ASC |
|---|---|
| Golder Associates<br>3151 Wharton Way<br>Mississauga, Ontario<br>L4X 2B6<br><br>Université Laval<br>Faculté des Sciences et de Génie<br>Cité Universitaire<br>Québec, Québec G1K 7P4 | 11 SD.T8200-3-3586 |
| | 11. N° de contrat — ASC ou Transports Canada<br>1SD84-0029 |

| 12. Nom et adresse de l'organisme parrain | 13. Genre de rapport et période visée |
|---|---|
| Centre de développement des transports, Transports Canada<br>Approvisionnements et Services Canada<br>Énergie, Mines et Ressources Canada<br>Conseil National de Recherches | Sommaire |
| | 14. Code de l'organisme parrain<br>CDT 6159 |

| 15. Remarques additionnelles | 16. Agent de projet — CDT |
|---|---|
| | Wayne Rowan |

17. Résumé

Trois remblais expérimentaux instrumentés ont été élevés jusqu'à rupture, à St-Alban (Québec), afin de connaître l'effet d'une armature en géotextile sur la stabilité des remblais établis sur sol mou argileux. La géogrille utilisée, de marque Tensar SR-2, a été mise en place à la base de deux des trois remblais, selon deux configurations différentes. Le premier a reçu deux nappes horizontales de géogrille tandis que dans le deuxième, une même quantité de géogrille a servi à la réalisation d'une armature alvéolaire remplie de sable. L'interprétation des résultats des mesures a permis une appréciation comparative du comportement des assises et de l'action des armatures jusqu'à la rupture des remblais et immédiatement avant qu'elle ne survienne. Les forces en jeu à la rupture ont été analysées à posteriori par la méthode des états limites. On a pu constater que l'armature en nappe et l'armature alvéolaire ont permis d'augmenter la hauteur de rupture des remblais par environ 34 et 17,5 p. 100, respectivement. L'étude a mis en évidence l'importance de prendre en compte la résistance de la croûte d'argile dans la prédiction des hauteurs de rupture. Par contre, elle n'a pu trouver de preuve directe indiquant que la géogrille aurait une influence positive par la redistribution des contraintes dans l'assise des remblais, et qu'elle retarderait la propagation des ruptures localisées jusqu'à la rupture finale. Il semble qu'elle ait pour effet de retarder l'échéance de la rupture généralisée tout en autorisant une propagation plus étendue des zones de rupture localisées.

| 18. Mots-clés | 19. Diffusion |
|---|---|
| Stabilisation des sols, remblais de terre, essais in situ, instruments de mesure, argile, sensibilité, comportement in situ, analyse de stabilité. | Le Centre de développement des transports dispose d'un nombre limité d'exemplaires. |

| 20. Classification de sécurité (de ce rapport) | 21. Classification de sécurité (de cette page) | 22. Nombre de pages | 23. Prix |
|---|---|---|---|
| non classifié | non classifiée | 41 | - |

Transport Canada / Transports Canada

Development / Développement

# REPORT DOCUMENTATION FORM

| 1. Transport Canada Report No. | 2. TDC Project No. | 3. Recipient's Catalogue No. |
|---|---|---|
| TP 6308F | 6159, 6160, 6161, 6162 | |

| 4. Title and Subtitle | 5. Report Date |
|---|---|
| Effet d'une armature en géotextile sur la stabilité des remblais établis sur sol mou argileux | March 1985 |
| | 6. Performing Organization Report No. 841-1083 |

| 7. Author(s) | 8. Transport Canada File No. |
|---|---|
| J.R. Busbridge, P. Chan, V. Milligan (Golder Associates)<br>P.R. La Rochelle, L.D. Lefebvre (Université Laval) | D 1465-437 |

| 9. Performing Organization Name and Address | 10. DSS File No. |
|---|---|
| Golder Associates<br>3151 Wharton Way<br>Mississauga, Ontario<br>L4X 2B6<br><br>Université Laval<br>Faculté des Sciences et de Génie<br>Cité Universitaire<br>Québec, Québec G1K 7P4 | 11 SD.T8200-3-3586 |
| | 11. DSS or Transport Canada Contract No. 1SD84-0029 |

| 12. Sponsoring Agency Name and Address | 13. Type of Report and Period Covered |
|---|---|
| Transportation Development Centre, Transport Canada<br>Supply and Services Canada<br>Energy, Mines and Resources Canada<br>National Research Council | Summary |
| | 14. Sponsoring Agency Code TDC 6159 |

| 15. Supplementary Notes | 16. TDC Project Officer |
|---|---|
| | Wayne Rowan |

17. Abstract

Three instrumented test embankments were constructed to failure at a site in St. Alban, Quebec, in order to study the effect of geogrid reinforcement on the stability of embankments on a soft sensitive clay deposit. The geogrid, Tensar SR-2, was incorporated in the base of two of the three embankments using different configurations. One of the embankments was reinforced with two horizontal layers (strips) of geogrid, while the other was reinforced with an equal quantity of geogrid, constructed to form a sand filled cellular structure. The interpretation of monitoring results provides a comparison of the foundation response, and the performance of the geogrid up to and immediately prior to failure. The forces mobilized at failure were examined by back analyses of the failed embankments using limit equilibrium methods. These analyses indicated that the reinforcement caused improvements in failure heights of about 34 and 17.5 per cent in the strip and geocell reinforced embankments, respectively. The significant effect of the crust strength in the prediction of failure heights of the test embankment is identified in the study. It is further concluded that there is no direct evidence to show that the geogrid has a beneficial effect on the redistribution of stresses in the foundation, nor in retarding the propagation of local failed zones prior to failure. Its apparent effect is to maintain the integrity of the fill and allow more extensive propagation of failed zones, before a general failure state is achieved in the foundation.

| 18. Key Words | 19. Distribution Statement |
|---|---|
| Soil stabilization, earthfills, field tests, instrumentation, clays, sensitivity, detailed field performance data, stability analysis. | A limited number of copies are available from the Transportation Development Centre. |

| 20. Security Classification (of this report) | 21. Security Classification (of this page) | 22. No. of Pages | 23. Price |
|---|---|---|---|
| Unclassified | Unclassified | 41 | - |

**REMERCIEMENTS**

Les auteurs désirent remercier les quatre organismes fédéraux qui ont rendu la présente étude possible, notamment: le Service des propositions spontanées d'Approvisionnements et Services Canada, le Centre de développement des transports de Transports Canada, la Division des recherches en bâtiment du Conseil national de recherches du Canada et le Centre canadien de la technologie des minéraux et de l'énergie, Énergie, Mines et Ressources Canada.

Ils désirent remercier également le Comité directeur pour toute l'aide fournie et en particulier pour ses commentaires sur le rapport final. Le Comité directeur était composé notamment de W.J. Eden et J.H.L. Palmer du CNRC, de Grant Feasby du CCTME et de Wayne Rowan du CDT.

Les opinions exprimées dans le présent rapport sont celles des contractants et ne reflètent pas nécessairement les vues et politiques officielles du Centre de développement des transports.

TABLE DES MATIÈRES


1. INTRODUCTION 1

2. EFFETS ATTENDUS DES ARMATURES DE GÉOGRILLE 3

3. ACTIVITÉS PRÉALABLES À LA CONSTRUCTION 4
   3.1 Choix du site et de la forme des armatures 4
   3.2 Description de la formation de Saint-Alban 4
   3.3 Conception des remblais 5
   3.4 Instrumentation 6

4. CONSTRUCTION DES REMBLAIS 9

5. COMPORTEMENT DU SOL D'ASSISE 11
   5.1 Mise en charge 11
   5.2 Pressions interstitielles 11
   5.3 Déformation verticale 12
   5.4 Déformation horizontale 12

6. ACTION DE L'ARMATURE 13
   6.1 Calculs de stabilité à la rupture (équilibre limite) 13
   6.2 Résistance à la déformation des armatures 15

7. CONCLUSIONS 17

RÉFÉRENCES 19

## LISTE DES PLANCHES


| | | |
|---|---|---|
| Planche 1 | Mise en place et instrumentation de l'armature en nappe | 7 |
| Planche 2 | Rupture des remblais | 8 |


## LISTE DES TABLEAUX


| | | |
|---|---|---|
| Tableau 1 | Instruments de mesure utilisés | 6 |
| Tableau 2 | Poids spécifiques des remblais | 10 |
| Tableau 3 | Paramètres des remblais à la rupture | 13 |
| Tableau 4 | Augmentation estimative de la hauteur de rupture et force estimative en jeu dans l'armature | 14 |


## LISTE DES FIGURES


| | | |
|---|---|---|
| Figure 1 | Plan de situation | 20 |
| Figure 2 | Propriétés de la géogrille Tensar SR-2 | 21 |
| Figure 3 | Propriétés physiques et mécaniques du sol au site d'essai de Saint-Alban | 22 |
| Figure 4 | Disposition des remblais | 23 |
| Figure 5 | Armature alvéolaire et détail de joint | 24 |
| Figure 6 | Disposition typique des instruments (remblai n° 2) | 25 |
| Figure 7 | Variations de la pression interstitielle à la base et dans l'axe des remblais | 26 |
| Figure 8 | Courbes de surpression interstitielle pour une charge de 84 kPa | 27 |
| Figure 9 | Comparaison du tassement dans l'axe des remblais (SP-9) | 28 |
| Figure 10 | Comparaison du déplacement horizontal des sols d'assise sous une charge de 77 kPa | 29 |
| Figure 11 | Résumé des calculs de stabilité | 30 |
| Figure 12 | Rapport charge-déformation de l'armature alvéolaire | 31 |

# 1. INTRODUCTION

La construction de remblais sur sol mou argileux a des exigences particulières qui tiennent à la fragilité de l'argile et à sa faible résistance à la déformation. Les frais supplémentaires reliés au mode de construction par couches ainsi qu'aux limites de pente et de hauteur de tels remblais se chiffrent probablement à plusieurs millions de dollars par année pour l'ensemble du Canada. Devant une telle situation, il devenait impératif de trouver des solutions techniques au problème de la stabilité des remblais et les armatures de géogrille sont de celles qui ont été envisagées.

Une étude portant sur l'effet de consolidation obtenu par incorporation de matériaux artificiels dans des remblais de terre permet de croire qu'une armature constituerait un moyen rentable d'améliorer leur tenue sur sol mou. On pourrait dire que l'armature placée à la base du remblai agirait comme une croûte artificielle possédant des propriétés bien définies. Bien que l'épaisseur et la rigidité de la croûte du sol jouent un rôle important dans la tenue des remblais, leur grande variabilité ne permet pas, en l'état actuel des connaissances, d'en tenir compte dans le calcul des remblais.

Malgré tous les efforts consacrés au cours des vingt dernières années à la recherche d'une méthode de prévision de la stabilité des remblais construits sur sol mou argileux, il n'en existe encore aucune qui soit universellement admise. La construction de remblais armés sur ce type de sol doit donc reposer sur une bonne connaissance de l'effet qu'exerce l'armature sur le sol d'assise.

L'objet de la présente étude était d'étudier l'effet d'une armature de géogrille sur la stabilité des remblais établis sur sol mou argileux. Pour ce faire, trois remblais expérimentaux ont été élevés jusqu'à rupture à Saint-Alban au Québec. Deux des remblais ont été pourvus d'une armature de géogrille selon des configurations différentes. Les ouvrages ont été instrumentés pour contrôler le comportement des remblais, du sol d'assise et des armatures. L'interprétation des mesures a permis de formuler des règles de calcul applicables à la conception de remblais armés établis sur sol mou argileux.

Le présent rapport a été rédigé conjointement par le bureau Golder Associates et l'Université Laval. Il décrit les diverses étapes de l'expérience, y compris la conception des

remblais, leur construction et leur instrumentation. Enfin, il formule des conclusions et des recommandations tirées de l'interprétation des données enregistrées.

## 2. EFFETS ATTENDUS DES ARMATURES DE GÉOGRILLE

Les diverses publications sur ce sujet (Milligan et La Rochelle, 1984, Trak et al, 1980, Tavenas et Leroueil, 1980, Ladd et Foott, 1974) révèlent un certain nombre d'incertitudes concernant la méthode courante d'analyse par les états limites de la stabilité des remblais établis sur sol mou argileux. En particulier, il n'est pas sûr que les hypothèses concernant la résistance du sol d'assise et le schéma de rupture reflètent la réalité.

On a déjà avancé l'hypothèse (Milligan et La Rochelle, 1984) qu'une armature placée à la base d'un remblai réduit les contraintes de cisaillement entre le sol d'assise et le remblai, en empêchant le matériau de remblayage de s'étendre. La différence de contrainte ainsi obtenue en pied de talus pourrait être cause d'une répartition avantageuse des contraintes de cisaillement dans le sol d'assise. En admettant cette hypothèse, on peut démontrer à l'aide d'un modèle mathématique qu'une armature rigide sur un sol dont la croûte est mince permet de réduire les contraintes de cisaillement dans la couche supérieure du sol. L'armature agit elle aussi comme une croûte et transfère les plus fortes contraintes aux couches sous-jacentes où le sol est plus résistant. On obtient ainsi un remblai plus stable pour une surcharge donnée.

## 3. ACTIVITÉS PRÉALABLES À LA CONSTRUCTION

### 3.1 Choix du site et de la forme des armatures

La tenue des sols mous argileux sous le poids de remblais fait l'objet de recherches par l'équipe de géotechniciens de l'Université Laval à Québec depuis une quinzaine d'années. Leurs travaux ont porté principalement sur quatre remblais expérimentaux construits à Saint-Alban au Québec en 1972. Les mesures enregistrées in situ ainsi que des essais en laboratoire ont fourni des données fiables sur la formation de Saint-Alban. Cet endroit (figure 1) est donc l'endroit idéal pour étudier l'effet d'une armature de géogrille sur la stabilité des remblais.

Le matériau d'armature à incorporer aux remblais devait être assez rigide, inerte et devait posséder des propriétés physiques bien définies. Le matériau qui convenait le mieux à cet usage au moment où les présents essais ont été effectués était une géogrille de polyéthylène haute résistance de marque Tensar SR-2. La résistance à la traction de ce matériau à vitesse de déformation élevée a été établie lors du contrôle de la qualité à 79 kN par mètre de largeur. Les propriétés mécaniques annoncées par le fabricant sont indiquées à la figure 2.

### 3.2 Description de la formation de Saint-Alban

Les caractéristiques du sous-sol du site de Saint-Alban ont été déduites d'une reconnaissance de sol effectuée en 1972 par l'Université Laval. Selon cette dernière, la couche superficielle de sol recouvrirait une croûte d'argile altérée de 1,5 m d'épaisseur, suivie d'un dépôt de 8 m d'épaisseur d'argile marine molle de couleur allant du gris au bleu. L'analyse de cette dernière a révélé qu'il s'agissait d'une argile de plasticité faible à moyenne dont la teneur en eau à certains endroits dépasse considérablement la limite de liquidité du matériau. Sa résistance non drainée, déduite des résultats d'essais scissométriques, aurait une valeur minimum d'environ 10 kPa près de la croûte et augmenterait de façon linéaire jusqu'à une valeur d'environ 33 kPa à 9,1 m de profondeur, la variation maximum s'établissant à environ 20 p. 100 d'un point de mesure à l'autre. La résistance au cisaillement de la croûte s'est avérée très variable lors des essais scissométriques, avec une moyenne d'environ 38 kPa. Elle a également été mesurée en laboratoire par des essais non drainées à forte déformation exécutés sur des éprouvettes de grand diamètre. On a constaté qu'elle était égale à environ 90 p. 100 de la

valeur enregistrée par le scissomètre dans la couche d'argile molle sous-jacente. Un profil typique du sol avec ses propriétés géotechniques, tiré de l'ouvrage de Trak (Trak et al, 1980), est présenté à la figure 3.

Une reconnaissance géotechnique du site envisagé pour la construction des remblais expérimentaux en cause a été effectuée en mai et juin 1984 dans le but de vérifier que les caractéristiques du sous-sol étaient bien telles que l'avait révélé celle de 1972. À la suite de cette nouvelle reconnaissance, il a été décidé de construire les remblais aux endroits indiqués à la figure 4.

### 3.3 Conception des remblais

Les calculs ayant trait aux remblais expérimentaux en cause ont été faits à partir des résultats obtenus lors des essais de 1972 (La Rochelle et al, 1974) et, en particulier, de la courbe de résistance non drainée à forte déformation du sous-sol. On a également utilisé les résultats des essais de 1972 pour caler les programmes de calcul de stabilité mis au point par l'Université Laval (STAB) et Golder Associates (SARMA).

On a aussi créé, puis calé en fonction des résultats des deux précédents, un programme de calcul de stabilité à la rupture (BTENSAR) pouvant tenir compte d'une force stabilisatrice horizontale représentant l'action de l'armature. La hauteur de rupture a été calculée à 5,2 m pour un remblai armé de géogrille Tensar SR-2 disposée en nappe double épaisseur. Des bermes ont été prévues sur trois côtés des remblais pour que le glissement se produise du côté voulu, où la plupart des instruments de mesure seraient placés.

La même quantité de géogrille a été utilisée dans les deux remblais armés, mais selon deux dispositions différentes afin de déterminer l'influence que peut avoir la rigidité de l'armature sur la tenue du remblai. Le remblai n° 2 a été doté d'une armature en nappe double épaisseur et le remblai n° 3, d'une armature alvéolaire de 1 mètre de hauteur, remplie de sable (figure 5).

On a effectué des calculs selon la méthode des éléments finis et un modèle hyperbolique pour exprimer le rapport contrainte-déformation du sol. Ceux-ci indiquaient que l'armature aurait pour effet de limiter la propagation de la rupture dans le sous-sol et de réduire la surpression interstitielle engendrée ainsi que la déformation du sol sous le remblai.

## 3.4 Instrumentation

Divers instruments de mesure ont été utilisés pour contrôler le comportement des remblais. Ils ont été disposés de la même façon dans les trois cas (figure 6) afin de faciliter la comparaison. Le tableau 1 ci-dessous donne la liste des instruments utilisés.

Tableau 1 Instruments de mesure utilisés

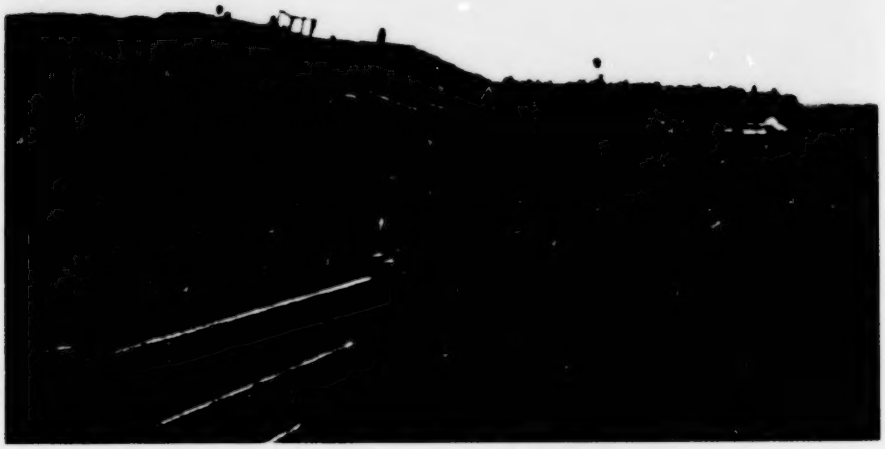
| Types d'instruments | Nombre d'instruments | | |
|---|---|---|---|
| | Remblai témoin (n° 1) | Remblai à armature en nappe (n° 2) | Remblai à armature alvéolaire (n° 3) |
| Piézomètres pneumatiques | 14 | 16 | 16 |
| Piézomètres hydrauliques | 10 | 5 | 14 |
| Piézomètres électriques | 1 | 2 | 4 |
| Plaques de chargement | 11 | 11 | 18 |
| Repères (tassement) | 14 | 14 | 14 |
| Extensomètres verticaux | 4 | 3 | 3 |
| Inclinomètres | 2 | 2 | 2 |
| Extensomètres horizontaux | 2 | 2 | 2 |
| Repères (déplacement horizontal) | 14 | 14 | 14 |
| Cellules pressiométriques | 4 | 5 | 4 |
| Cellules dynamométriques Tensar | - | 2 | 2 |
| Jauges de déformation Bison | - | 16 | 10 |
| Extensomètres différentiels | - | 2 | - |

a) Mise en place de l'armature

b) Instrumentation de l'armature

Planche 1 Mise en place et instrumentation de l'armature en nappe

a) Remblai á armature en nappe (n° 2)



b) Remblai á armature alvéolaire (n° 3)

Planche 2 Rupture des remblais

## 4. CONSTRUCTION DES REMBLAIS

L'instrumentation a été achevée le 9 juillet 1984. Après stabilisation des instruments, on a entrepris, le 13 août 1984, la construction du remblai n° 2 (armature en nappe). Les indications des instruments étaient relevées au moins deux fois par jour et enregistrées sur support informatique permettant un contrôle continu. Le remblai a été construit par couches de 0,3 m d'épaisseur, à raison de deux couches par jour en général, en respectant une pente de 1,5:1 (horizontal/vertical). La rupture s'est produite le 23 août 1984 alors que le remblai atteignait une hauteur d'environ 6,0 m par rapport au niveau initial du sol. Dans la semaine qui a suivi, on a continué de relever les indications des instruments de façon périodique, puis on a procédé à une excavation et à des essais de cône pour repérer et caractériser la surface de glissement. On a récupéré certains instruments en vue de les utiliser à nouveau dans les deux autres remblais.

La mise en place des instruments de mesure sans le remblai témoin (n° 1) a été achevée le 20 août 1984. Après une période de stabilisation de trois semaines, soit le 10 septembre 1984, on a procédé à la construction du remblai, au même rythme d'avancement que dans le cas précédent. On a utilisé le matériau de remblayage récupéré de l'essai précédent. La rupture s'est produite le 19 septembre 1984 alors que le remblai atteignait une hauteur d'environ 5,1 m au-dessus du niveau initial du sol. En fait, il y a eu deux glissements: l'un dans la direction prévue et l'autre du côté de la zone d'emprunt du matériau qui a servi à la construction du premier remblai. Les deux glissements se sont produits simultanément.

La mise en place des instruments de mesure sous le remblai à armature alvéolaire a été achevée le 18 septembre 1984. L'assemblage de l'armature a commencé le 24 septembre 1984 et s'est terminé le 3 octobre suivant. Afin d'éviter toute mise en charge du sol d'assise avant l'essai, on a attendu pour remplir les alvéoles de sable jusqu'au moment de commencer la construction du remblai, soit le 9 octobre 1984.

Pour respecter le même rythme de mise en charge du sol que dans les autres cas, on a mis environ trois jours à remplir les alvéoles. Le reste du remblai a été élevé entre le 9 et le 17 octobre. La rupture s'est produite au cours de la nuit du 17 octobre 1984, alors que le remblai atteignait une hauteur de 4,5 m au-dessus du niveau initial du sol.

Pendant la semaine qui a suivi, on a continué à relever les indications des instruments de mesure demeurés intacts et on a fait des essais scissométriques et des essais de cône.

Le poids spécifique du remblai a été mesuré de 10 à 12 fois par jour en moyenne à l'aide d'un équipement nucléaire portatif. Les résultats sont présentés au tableau 2.

Tableau 2 Poids spécifiques des remblais

| | Témoin (n° 1) | À armature en nappe (n° 2) | À armature alvéolaire (n° 3) |
|---|---|---|---|
| Nombre d'essais | 78 | 119 | 118 |
| Poids spécifique humide moyen ($kN/m^3$) | 18,1 | 16,9 | 18,2 |
| Teneur moyenne en eau (%) | 6,3 | 5,4 | 9,1 |
| Poids spécifique sec moyen ( $kN/m^3$) | 17,0 | 16,0 | 16,7 |

## 5. COMPORTEMENT DU SOL D'ASSISE

### 5.1 Mise en charge

Les remblais expérimentaux ont été élevés au même rythme afin de maintenir à peu près égale dans les trois cas la vitesse de mise en charge du sol d'assise. Toutefois, la teneur en eau du matériau n'étant pas homogène, on a constaté des différences de pression de l'ordre de 5 p. 100. On a donc utilisé comme base de comparaison la pression exercée au centre des remblais, calculée en tenant compte du tassement net de ces derniers.

### 5.2 Pressions interstitielles

La figure 7 illustre l'augmentation de la pression interstitielle à la base et dans l'axe des remblais, d'après les indications du piézomètre ayant enregistré les valeurs les plus élevées (PN-15). On peut constater qu'elle est à peu près égale dans les trois cas. Le coefficient de pression interstitielle $\bar{B}$ est exprimé par le rapport de la surpression interstitielle ($\Delta u$) à l'augmentation de la pression verticale ($\Delta \sigma v$), qui équivaut dans ce cas à l'augmentation de la contrainte principale maximale ($\Delta \sigma_1$), dans l'axe du remblai au niveau initial du sol, multipliée par un facteur de déformation élastique (I).

On a constaté un coefficient $\bar{B}$ d'environ 0,5 pour une augmentation des contraintes verticales de 37 à 41 kPa. Jusqu'à ce niveau de contraintes, il s'est produit un phénomène de consolidation au cours de la construction des remblais. $\bar{B}$ s'est ensuite stabilisé à une valeur voisine de l'unité. On peut en déduire que la pression de préconsolidation de l'argile à l'endroit considéré (au droit du piézomètre PN-15) se situe entre 18 et 20 kPa (figure 7). Lorsque l'augmentation des contraintes verticales a dépassé 60 kPa environ, $\bar{B}$ a augmenté jusqu'à environ 1,3 puis est demeuré sensiblement égal à cette valeur jusqu'à la rupture. L'augmentation de $\bar{B}$ au-delà de l'unité est un signe de rupture localisée de l'argile. Lorsqu'il y a eu rupture au point PN-15, la contrainte verticale totale avait augmenté d'environ 60 kPa.

Les courbes de surpression interstitielle à la base et dans l'axe des remblais ont été tracées afin de délimiter les zones de rupture dans le sol d'assise. On a constaté qu'à charge égale, elles étaient semblables dans les trois cas, à cette différence près que des valeurs légèrement plus

élevées ont été enregistrées sous le pied des remblais armés (figure 8).

Rien n'a permis de conclure qu'une armature en géogrille atténuait l'effet de surpression interstitielle dans le sol d'assise.

5.3 Déformation verticale

Le tassement dans l'axe des remblais a pris la même allure dans les trois cas, augmentant de plus en plus vite au fur et à mesure de l'augmentation de la charge (figure 9). Il se situait entre 220 et 235 mm au moment précédant la rupture.

5.4 Déformation horizontale

La déformation des tubes des inclinomètres était semblable dans les trois cas, sauf qu'avec des charges élevées, les déformations subies sous la croûte d'argile altérée (à 3 et 5,5 m de profondeur) étaient sensiblement plus grandes dans le cas des remblais armés (figure 10). La déformation horizontale sous la croûte s'est fortement accentuée lorsque la charge dans l'axe des remblais a dépassé environ 74 kPa dans le cas du remblais à armature alvéolaire et 78 kPa dans celui du remblai à armature en nappe.

La comparaison des déformations horizontales subies par le sol d'assise dans chaque cas n'indique pas que la géogrille ait eu un effet positif par la redistribution des contraintes de cisaillement dans celui-ci, ni qu'elle ait retardé la propagation des ruptures localisées. Il semble qu'elle ait pour effet de retarder l'échéance de la rupture généralisée tout en autorisant de plus importantes déformations de l'assise.

## 6. ACTION DE L'ARMATURE

### 6.1 Calculs de stabilité à la rupture (équilibre limite)

Des calculs de stabilité à la rupture ont été effectués pour tenter de déterminer l'influence des armatures sur la hauteur et les forces en jeu à la rupture des remblais. Les données relatives à ces calculs sont présentées au tableau 3. Se fondant sur les observations in situ, on a posé aux fins de calcul que les surfaces de rupture avaient une allure circulaire.

Tableau 3 Paramètres des remblais à la rupture

| REMBLAIS | Hauteur à la rupture ($h_c$) (1) (m) | Profondeur de la surface de rupture (2) (m) | Paramètres du matériau de remblayage: Poids spécifique ($\gamma$) (kN/m³) | Surcharge (kPa) | Angle de frottement ($h_c$) $\phi'$ (degrés) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1972 - Non armé | 4,0 | 4,0 | 18,9 | 75,6 | 44 |
| 1984 - Non armé | 5,3 | 4-5,5 | 18,1 | 95,9 | 34 |
| 1984 - À armature en nappe | 6,2 | 4-5,5 | 16,9 | 104,8 | 34 |
| 1984 - À armature alvéolaire | 4,7 | 3-6 | 18,2 | 85,5 | 34 |

(1) La hauteur du remblai à la rupture est la hauteur mesurée à partir du niveau initial du sol, plus la moyenne du tassement mesuré dans l'axe et sous la berme du remblai, moins le soulèvement en pied de talus.

(2) Selon les indications des inclinomètres au cours de la construction et les essais de cône effectués après rupture.

Pour être en mesure de comparer le comportement des divers remblais, il fallait adopter une méthode uniforme de calcul de la résistance au cisaillement du sol d'assise. On admet généralement que la résistance au cisaillement en jeu à la rupture d'une argile quasi normalement consolidée sous la croûte est fonction de sa pression de préconsolidation. Trak et ses collègues ont démontré (1980) qu'au site de

Saint-Alban, on pouvait retenir la résistance non drainée à forte déformation, laquelle équivaut à 0,22 fois la pression de préconsolidation. La résistance au cisaillement opposée par le terrain en place est d'environ 90 p. 100 de la résistance enregistrée au scissomètre. On a donc multiplié les valeurs enregistrées par ce facteur pour obtenir le paramètre recherché.

Il a été plus difficile encore de déterminer quelles valeurs de résistance au cisaillement adopter dans les calculs de la croûte d'argile altérée. On a trouvé, en analysant les résultats des essais de 1972, que les meilleures valeurs à adopter étaient celles enregistrées par le scissomètre à mi-profondeur de la croûte (La Rochelle et al, 1974). En adoptant cette courbe de résistance pour la croûte d'argile et en multipliant par 0,9 les valeurs enregistrées par le scissomètre dans la couche d'argile sous-jacente, on a obtenu, au moyen du programme de calcul BTENSAR, un coefficient de sécurité de 0,99 et 1,00 respectivement pour les remblais non armés de 1972 et de 1984. Ces résultats sont à peu près constants pour toute la plage d'angles de frottement considérée (de 34 à 44 degrés).

On a pu établir, en utilisant le programme de calcul de stabilité BTENSAR et la même formule de calcul de la résistance au cisaillement que ci-dessus, que l'armature en nappe et l'armature alvéolaire ont permis d'augmenter la hauteur de rupture des remblais d'environ 34 et 17,5 p. 100 respectivement (tableau 4). La figure 11 présente les résultats de l'observation et des calculs des surfaces de glissement ainsi que les valeurs de résistance adoptées dans les calculs de stabilité.

Tableau 4 Augmentation estimative de la hauteur de rupture et force estimative en jeu dans l'armature

| | Angle de frottement du remblai (degrés) | Hauteur estimative de rupture d'un remblai équivalent non armé (m) | Hauteur de rupture constatée (m) | Amélioration (%) | Force estimative en jeu dans l'armature à la rupture (kN/m) |
|---|---|---|---|---|---|
| Remblai à armature en nappe (1984) | 34 | 4,6 | 6,2 | 34 | 123 |
| Remblai à armature alvéolaire (1984) | 34 | 4,0 | 4,7 | 17,5 | 64 |

## 6.2 Résistance à la déformation des armatures

En règle générale, les charges et les déformations enregistrées dans les armatures ont été assez faibles tout au long de la construction des remblais jusqu'à la rupture. La charge maximale enregistrée sur l'armature en nappe sous la crête du remblai était de 9,1 et 6,4 kN/lé (1 mètre de largeur) respectivement pour la couche de géogrille du dessous et celle du dessus. La charge maximale enregistrée juste avant rupture sur l'armature alvéolaire, dans l'axe du remblai, était de 19 kN/lé; la déformation moyenne correspondante selon les indications des jauges Bison était de 3,4 p. 100. À ce moment précis, on enregistrait sous la crête du même remblai une charge maximale de 8 kN/lé et une déformation moyenne de 1,8 p. 100. Ces mesures de déformation concordent avec les indications des extensomètres horizontaux placés dans la masse des remblais à proximité de l'armature.

La figure 12 représente le rapport charge-déformation tracé d'après les valeurs enregistrées dans l'armature alvéolaire à égale distance de l'axe du remblai. On peut en déduire que la résistance globale du lé transversal pour une déformation ne dépassant pas 3,4 p. 100 a été de 5,6 kN/unité de déformation/lé. À ces degrés relativement faibles de déformation, l'armature des deux remblais était stable jusqu'au moment de la rupture.

La résistance des grilles de polymère diminue en rapport direct avec la vitesse de déformation. La résistance minimum à la traction de la géogrille Tensar SR-2 est estimée à 45 kN/lé. Elle correspond aux vitesses de déformation inférieures à $10^{-3}$ p. 100/min. Il y a lieu de faire remarquer qu'à la vitesse de déformation relativement élevée que l'on peut constater juste avant la rupture, la charge de rupture de la géogrille dépasserait 45 kN/lé et serait probablement voisine de 60 kN/lé.

Pour qu'elle soit passée des faibles valeurs enregistrées juste avant la rupture à une valeur dépassant 45 kN/lé dans le court laps de temps entre la dernière indication relevée et la rupture, la charge agissant sur l'armature a dû augmenter de façon soudaine. Et puisque cette dernière n'a pas résisté, on peut conclure à une diminution importante de la résistance du sol d'assise juste avant la rupture.

Vu la double épaisseur de l'armature, la valeur calculée de la force en jeu dans l'armature en nappe, soit 123 kN/lé (un mètre de largeur) est raisonnable, si on prend la résistance minimum à la traction de la géogrille Tensar SR-2 (estimée à 45 kN/lé) comme valeur minimum de résistance de l'armature.

La valeur calculée pour l'armature alvéolaire, soit 64 kN/mètre de largeur, représente une force de 50 kN/lé dans l'élément transversal, ce qui correspond assez bien aussi á la charge de rupture.

## 7. CONCLUSIONS

La présente étude a permis de faire les constatations et de tirer les conclusions suivantes.

- Il n'est pas possible de prévoir avec certitude la hauteur de rupture d'un remblai élevé sur sol mou argileux à moins de connaître la résistance de la croûte d'argile et de pouvoir l'utiliser dans une formule de calcul de stabilité.

- Les résultats d'essais antérieurs portant sur quatre remblais élevés à rupture sur le même site ont été utilisés pour caler les programmes de calcul de stabilité à la rupture dont il est question dans le présent rapport ainsi que pour interpréter les données relatives à la résistance du sol. Les résultats des calculs sont donc assez sûrs.

- Selon les calculs effectués, l'armature en nappe aurait permis une augmentation de la hauteur de rupture de 34 p. 100 et l'armature alvéolaire, une augmentation de 17,5 p. 100.

- Dans les conditions particulières des présents essais, l'armature alvéolaire s'est avérée moins efficace que l'armature en nappe, laquelle présente par surcroît l'avantage d'être beaucoup plus facile à mettre en place.

- La méthode simple de calcul de stabilité exposée dans le présent rapport peut être utilisée pour déterminer la hauteur de rupture d'un remblai armé construit sur sol mou argileux à la condition que la résistance de la croûte d'argile soit connue.

- L'effort de traction à la rupture des armatures était d'au moins 45 kN/m. Cette valeur correspond à celles calculées a posteriori par la méthode de l'équilibre limite.

- Dans le cas de remblais élevés sur sol mou argileux, les forces exercées sur l'armature sont fonction des déformations subies par le sol d'assise. La déformation maximum enregistrée jusqu'à la rupture était d'environ 3,5 p. 100. La rupture de l'armature ne saurait être attribuée au fluage sous l'effet d'une déformation aussi peu importante.

- Quelques heures seulement avant la rupture, les charges enregistrées sur les armatures étaient relativement faibles. Pour qu'il y ait eu rupture, celles-ci ont dû augmenter considérablement. Il semble donc que la résistance du sol d'assise au moment de la rupture ait été sensiblement inférieure à ce qu'elle était quelques heures plus tôt. Cette explication confirme les résultats obtenus en laboratoire, à savoir que la déformation affaiblit le sol d'assise.

- La comparaison des courbes de surpression interstitielle et des déformations latérales sans les remblais indique que l'armature n'a pas une influence sensible sur la tenue du sol d'assise. Elle a plutôt pour effet de maintenir l'intégrité du remblai et de retarder l'échéance de la rupture généralisée tout en autorisant une propagation plus étendue des zones de rupture localisées et des déformations plus importantes dans le sol d'assise. Car si l'armature permet de construire un remblai plus élevé, la surchage entraîne une plus grande déformation du sol d'assise.

- En l'état actuel des connaissances, une méthode simple de calcul de stabilité à la rupture utilisant des valeurs réalistes pour quantifier les propriétés de l'armature et la résistance de la croûte aux points les plus sensibles constitue la meilleure méthode de calcul des remblais sur sol mou argileux.

## RÉFÉRENCES


LA ROCHELLE, P., TRAK, B., TAVENAS, F. et ROY, M., Failure of a Test Embankment on a Sensitive Champlain Clay Deposit. Canadian Geotechnical Journal, vol. 11, n° 1, 1974.

LADD, C.C. et FOOTT, R., New design procedure for stability of soft clays, ASCE Journal of the Geotechnical Engineering Division, 100(GT7), 1974, p. 763-876.

TRAK, B., LA ROCHELLE, P., TAVENAS, F., LEROUEIL, S., ROY, M., A New approach to the Stability Analysis of Embankments on Sensitive Clays, Canadian Geotechnical Journal, vol. 17, n° 4, 1980, p. 526-544.

MILLIGAN, V. et LA ROCHELLE, P.R., Design Embankments over Weak Soils. Symposium de l'ICE sur les armatures en grille de polymère dans les ouvrages de génie civil, London, 1984.

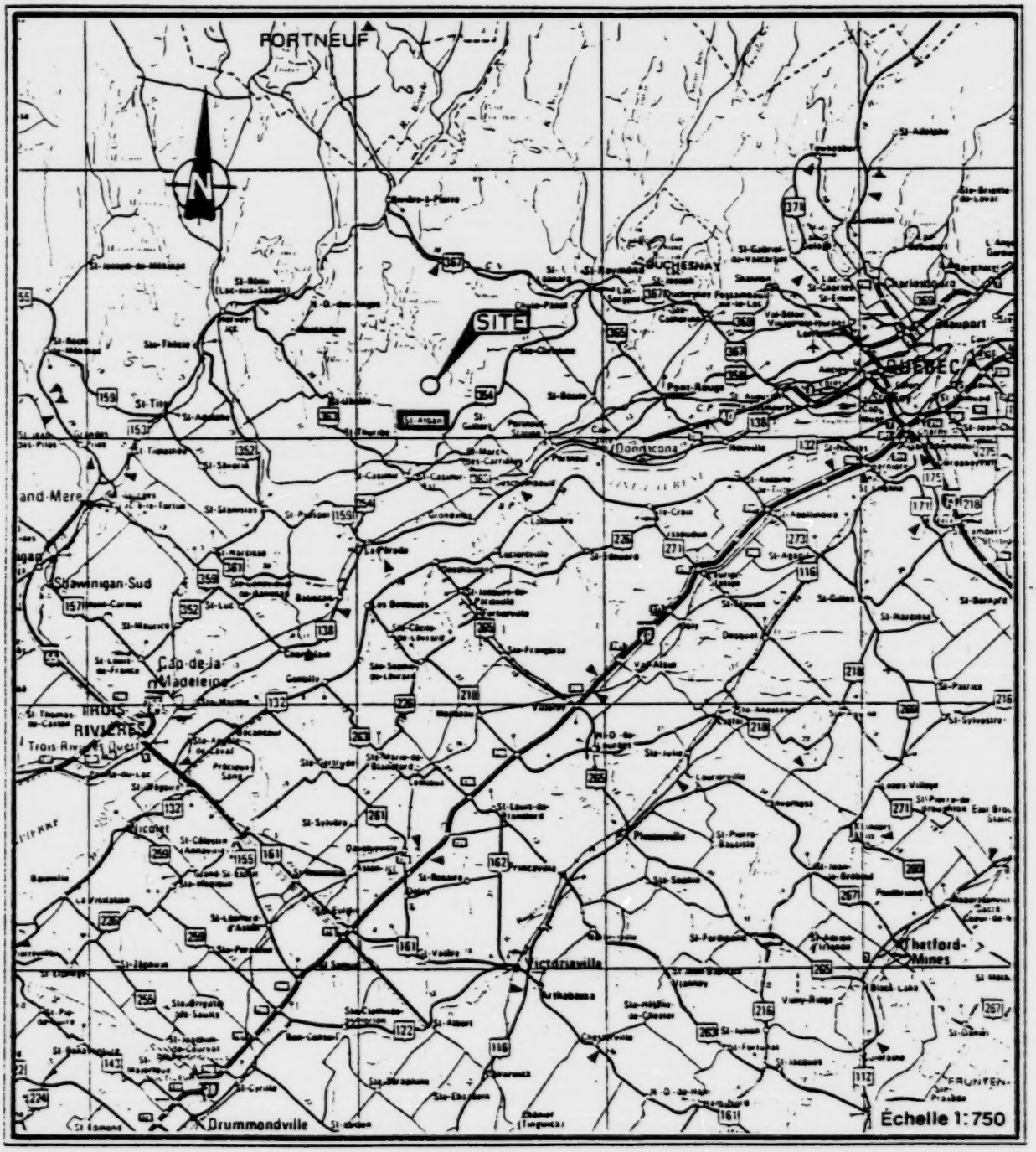
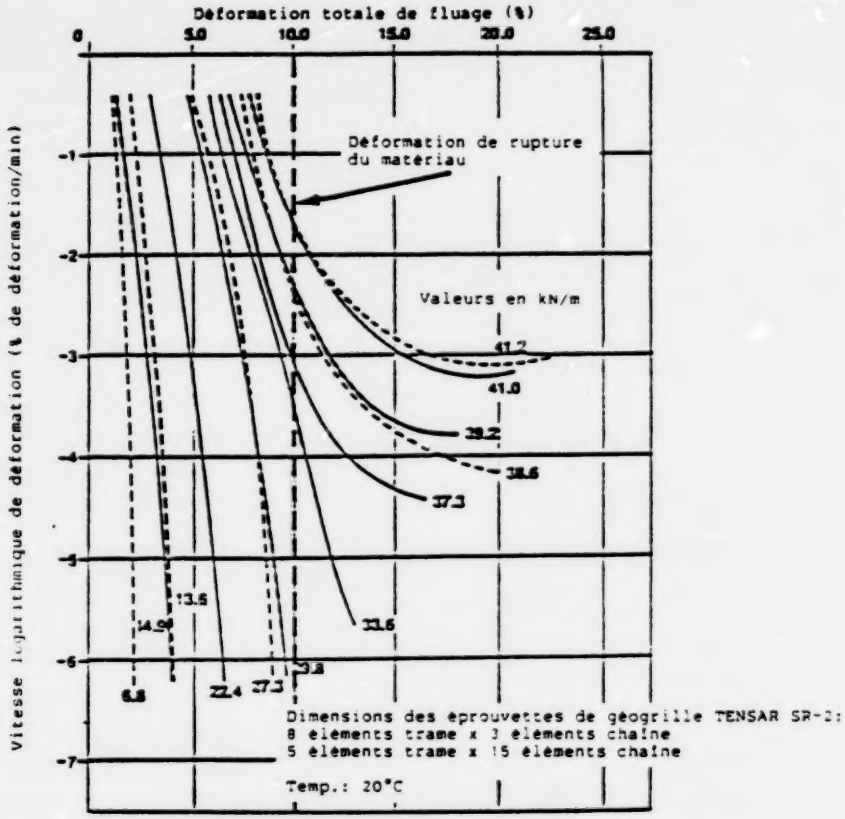



Figure 1 Plan de situation

a) Rapport vitesse de déformation de fluage - taux de déformation




b) Courbes isochrones charge - déformation

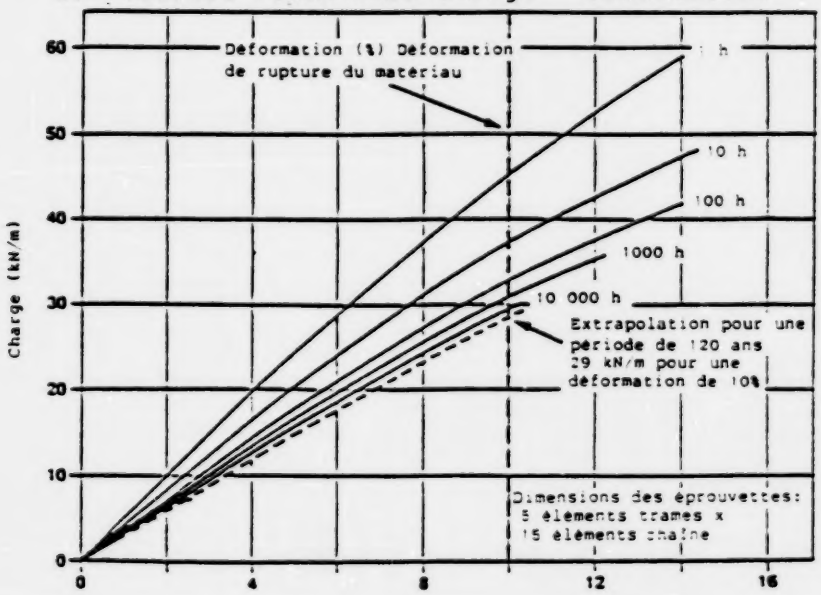



Figure 2 Propriétés de la géogrille Tensar SR-2

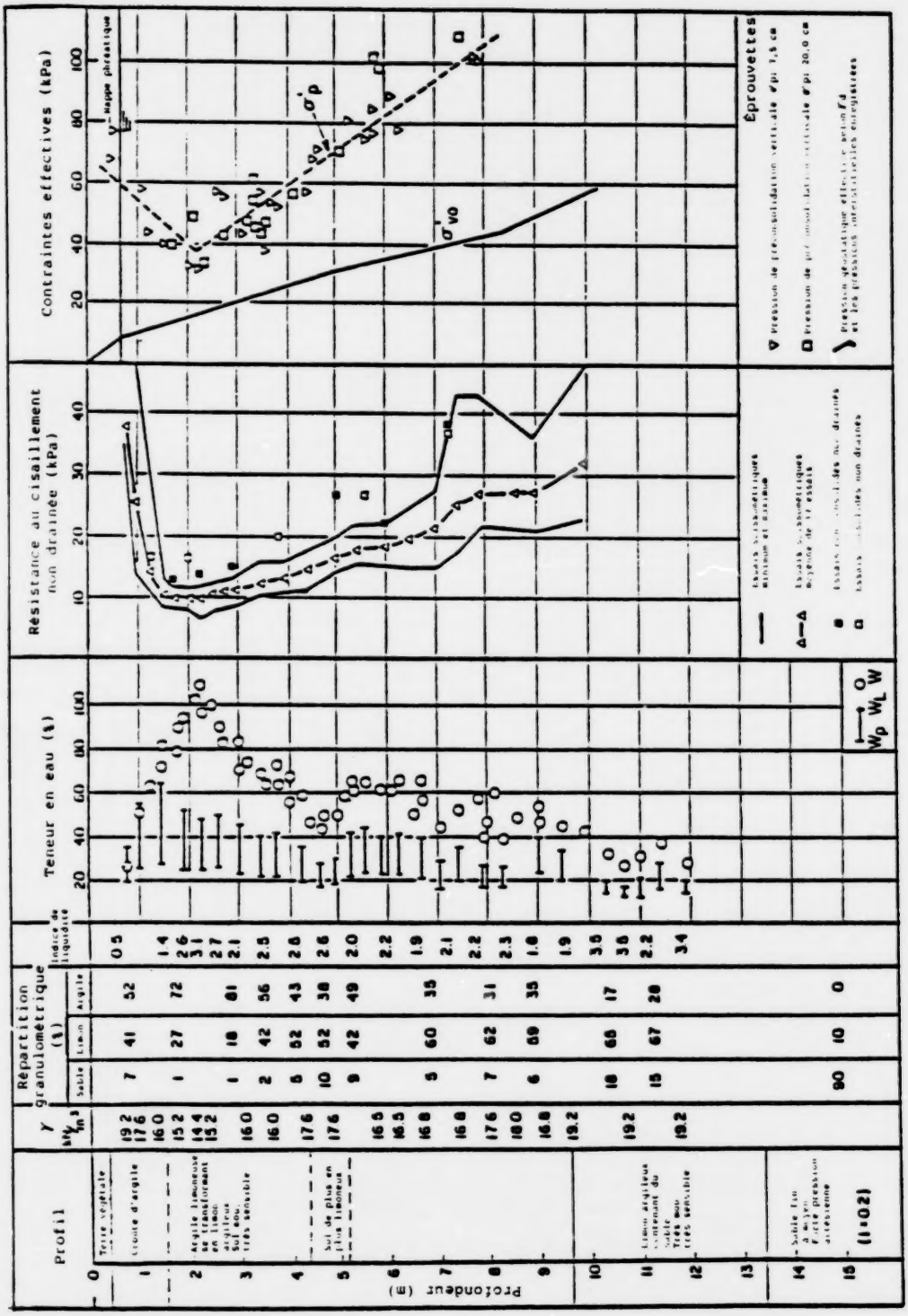
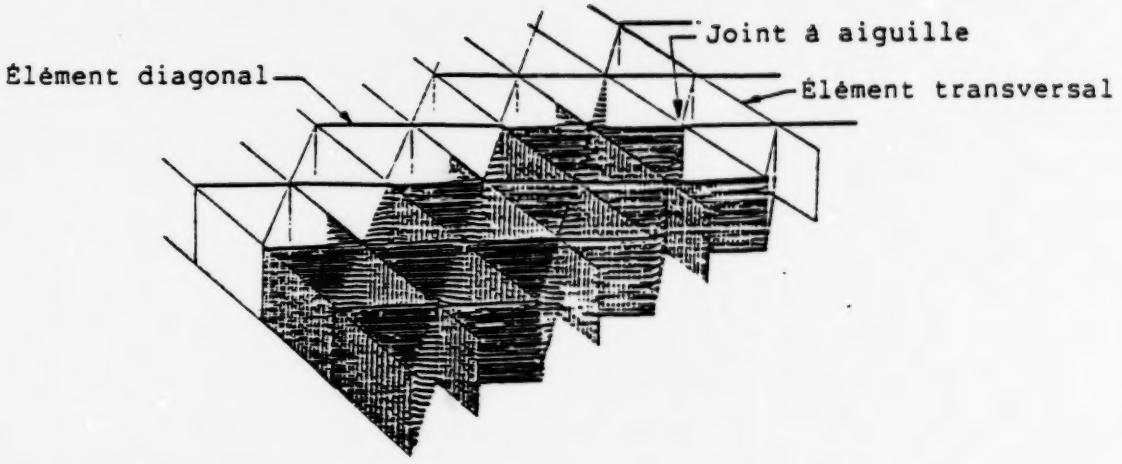
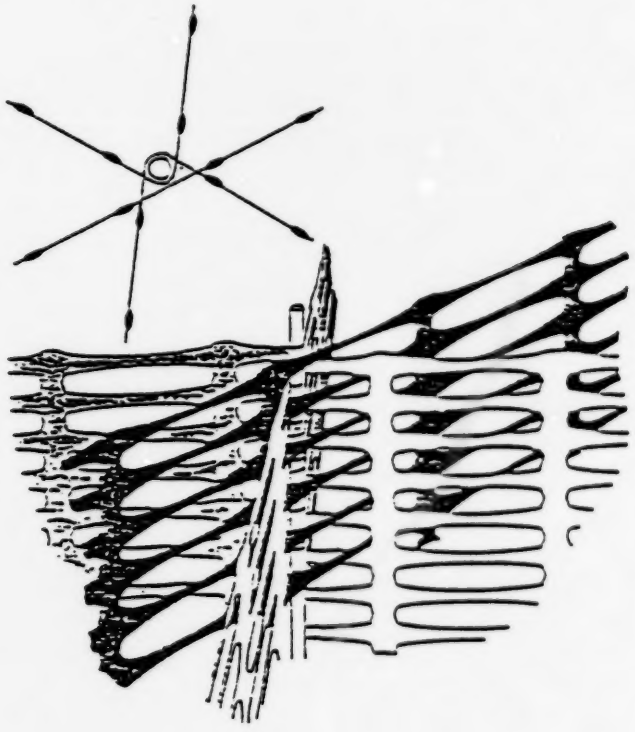



Figure 3 Propriétés physiques et mécaniques du sol au site d'essai de Saint-Alban

Figure 4 Disposition des remblais




a) Armature alvéolaire



b) Joint à aiguille

Figure 5 Armature alvéolaire et détail de joint

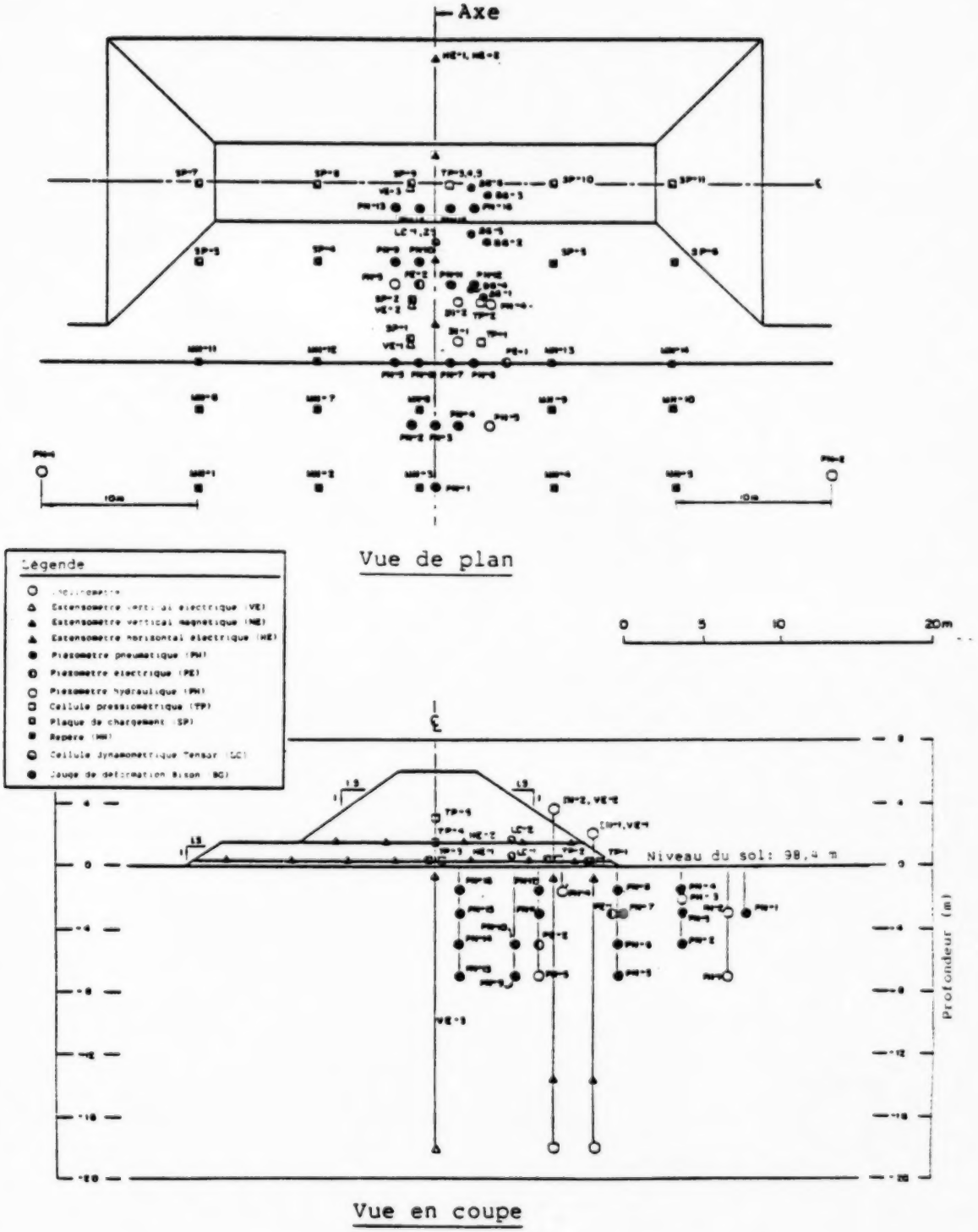
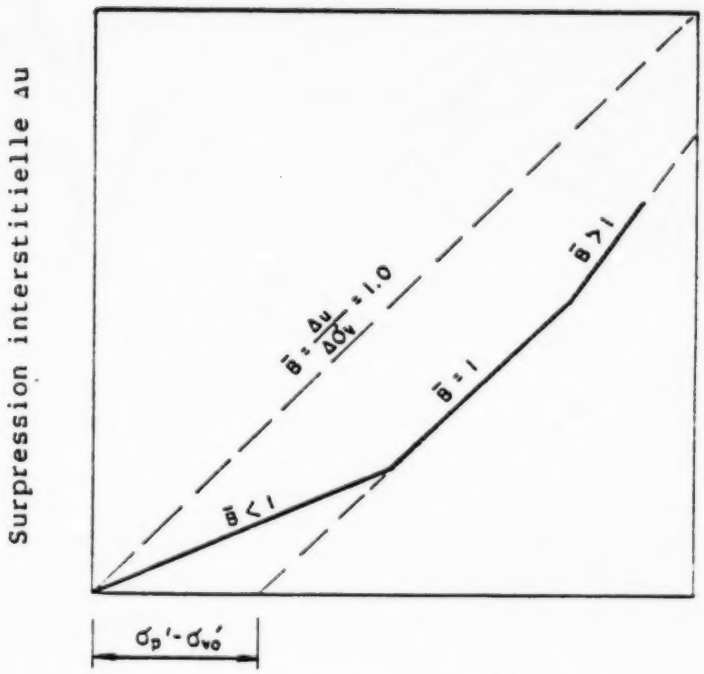



Figure 6 Disposition typique des instruments (remblai n° 2)

a) Courbe type




Augmentation de la contrainte verticale totale, $\Delta\sigma v = I\gamma H$

b) Comportement au point PN-15

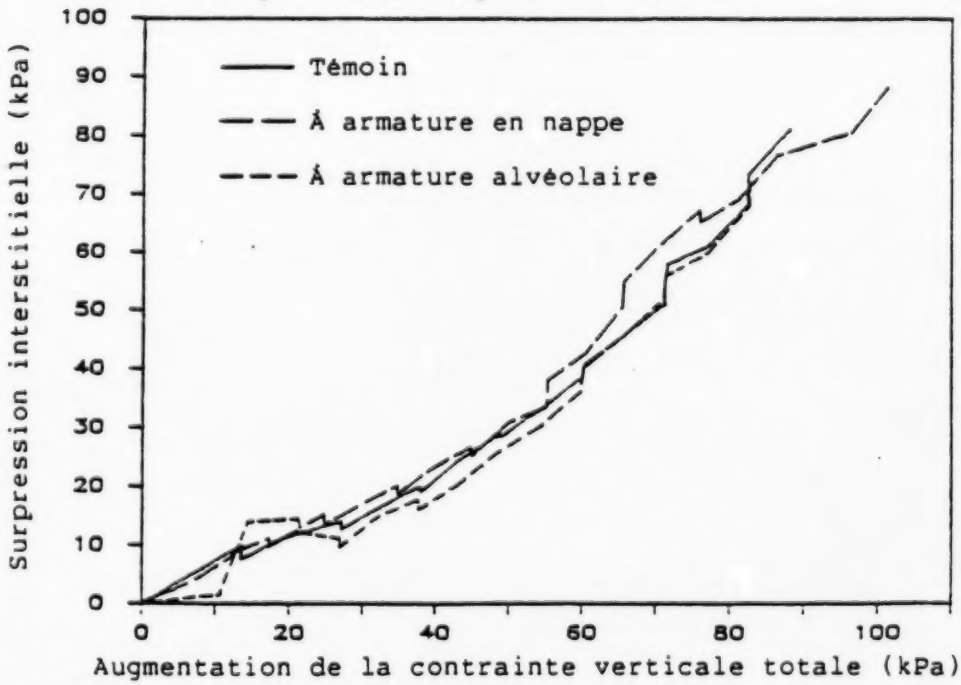
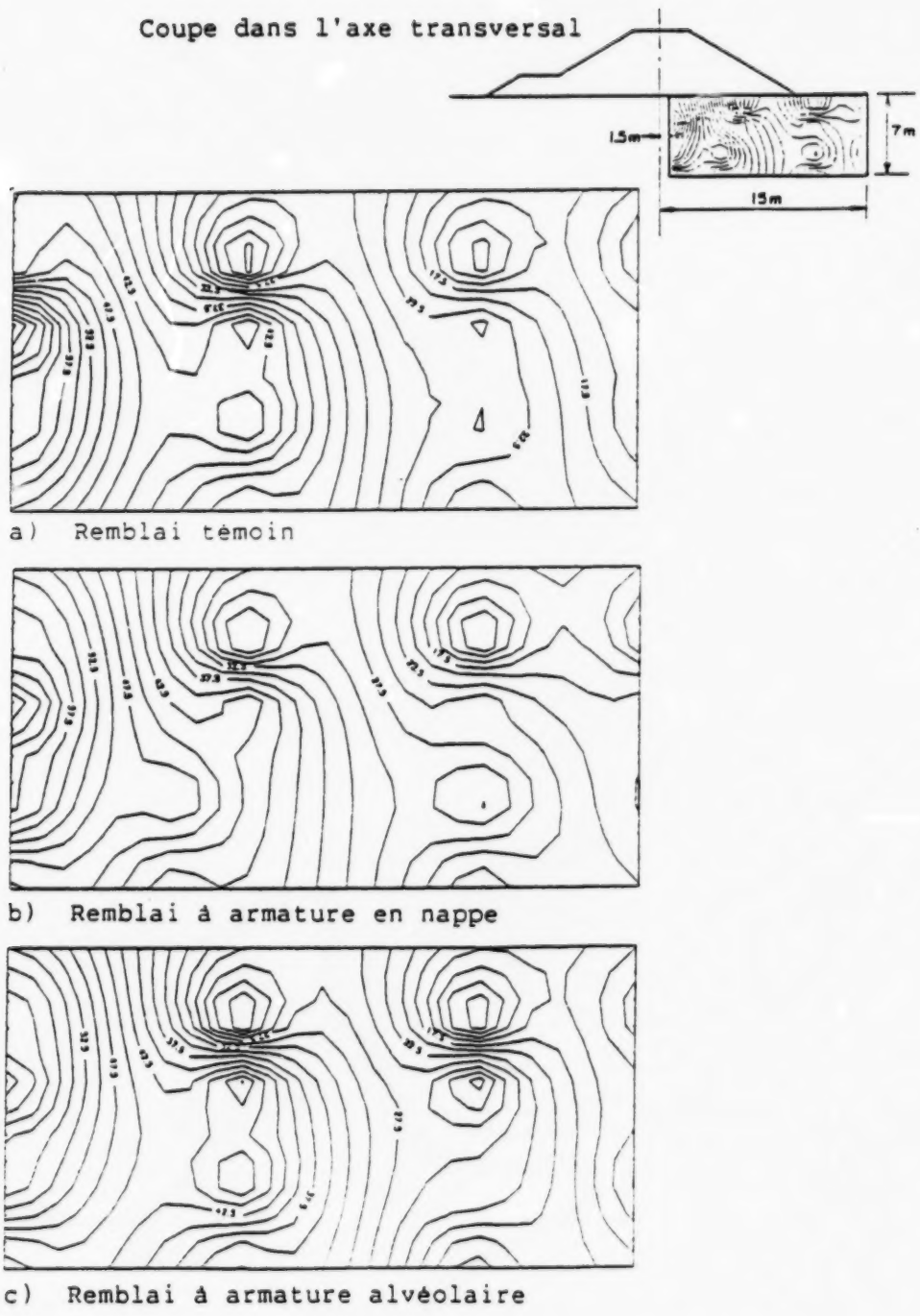



Figure 7 Variations de la pression interstitielle à la base et dans l'axe des remblais




a) Remblai témoin

b) Remblai à armature en nappe

c) Remblai à armature alvéolaire

Figure 8 Courbes de surpression interstitielle pour une charge de 84 kPa

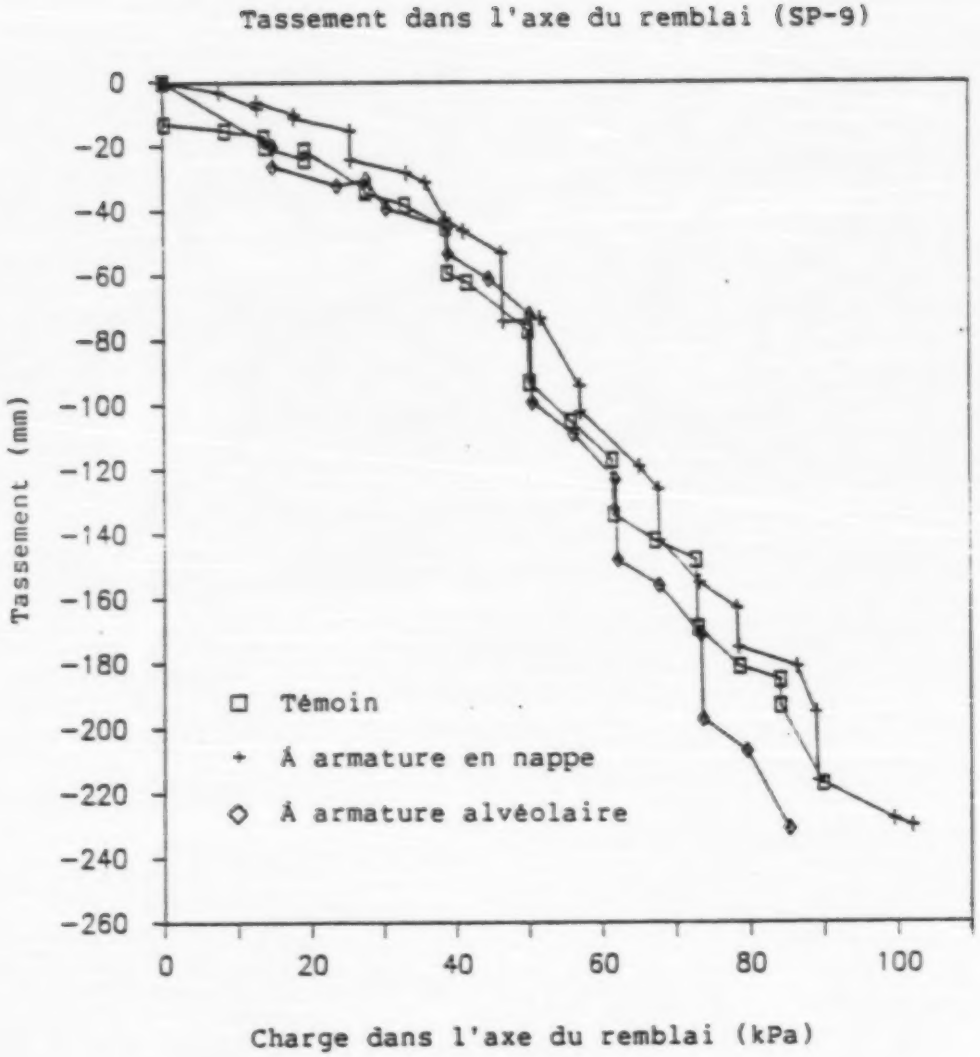
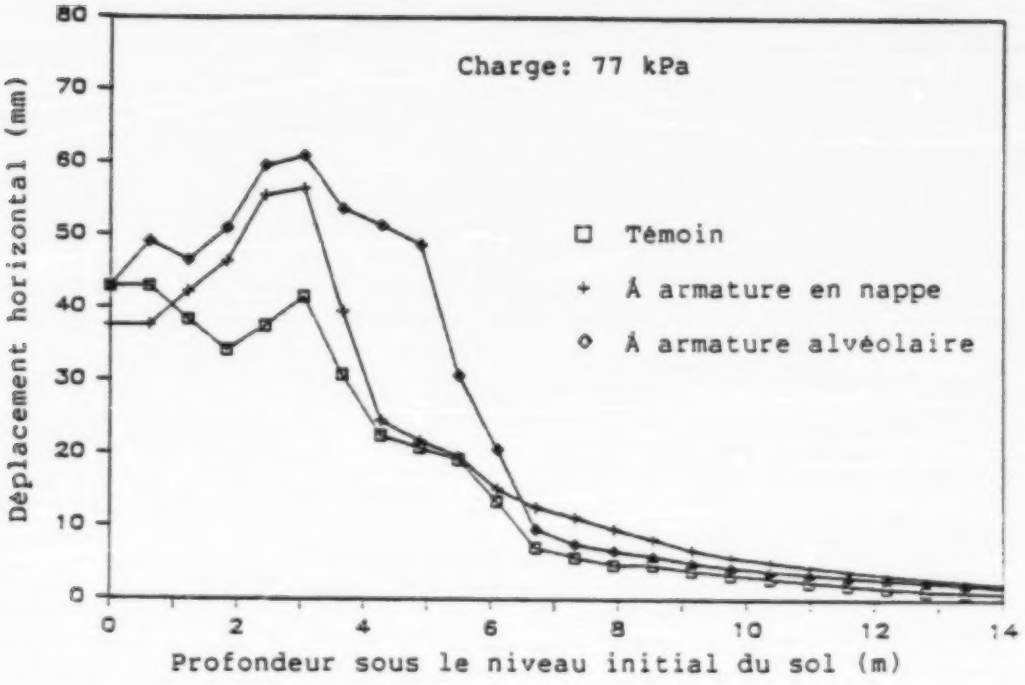



Figure 9 Comparaison du tassement dans l'axe des remblais (SP-9)

a) Courbes de déplacement (IN-1)




b) Courbes de déplacement (IN-2)

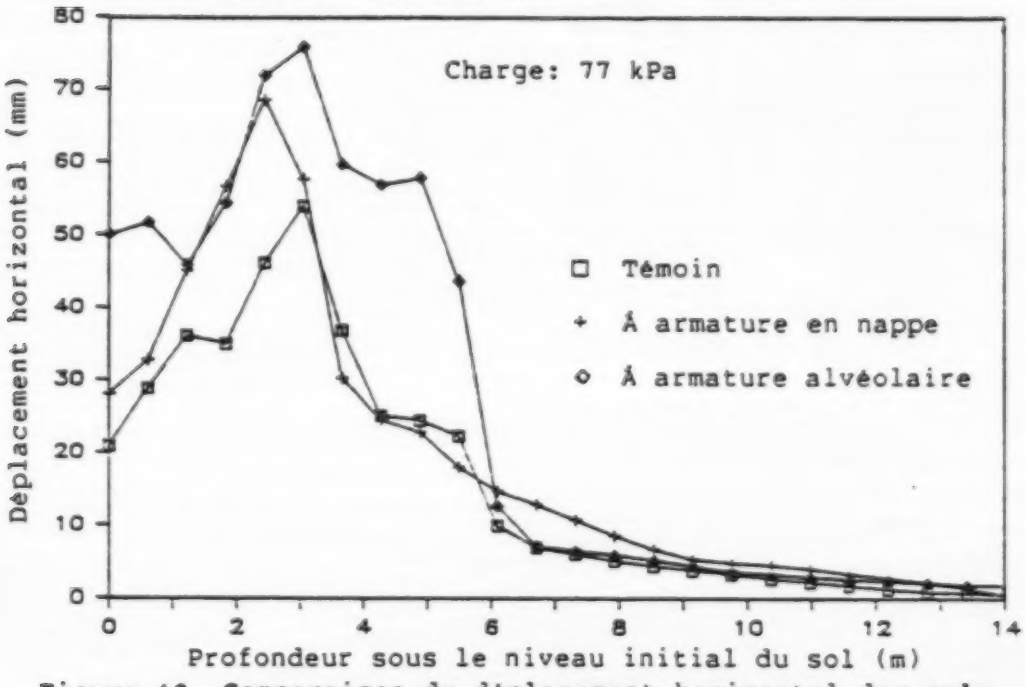
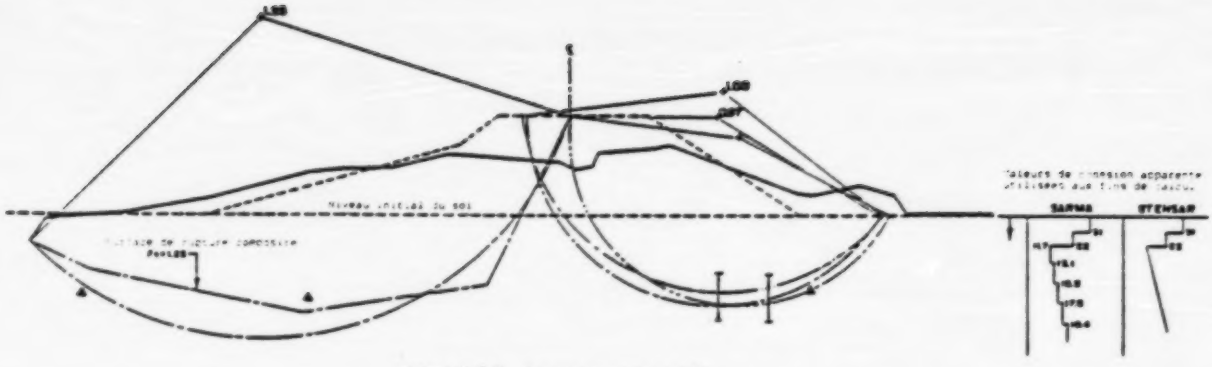
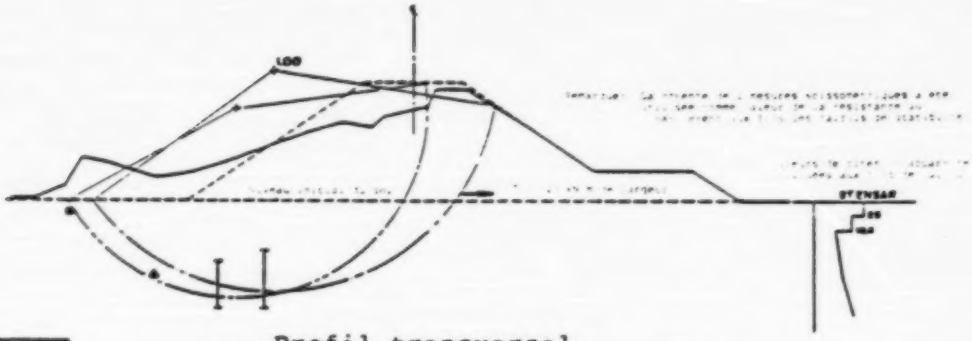


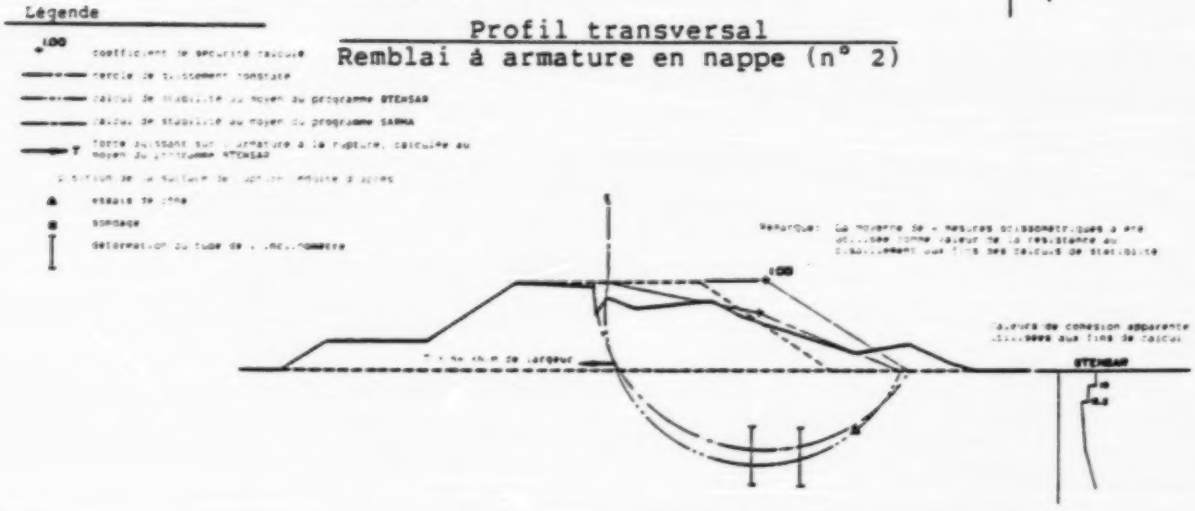

Figure 10 Comparaison du déplacement horizontal des sols d'assise sous une charge de 77 kPa



Profil transversal
Remblai témoin (n° 1)



Profil transversal
Remblai à armature en nappe (n° 2)



Profil transversal
Remblai à armature alvéolaire (n° 3)

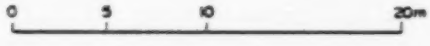



Figure 11 Résumé des calculs de stabilité

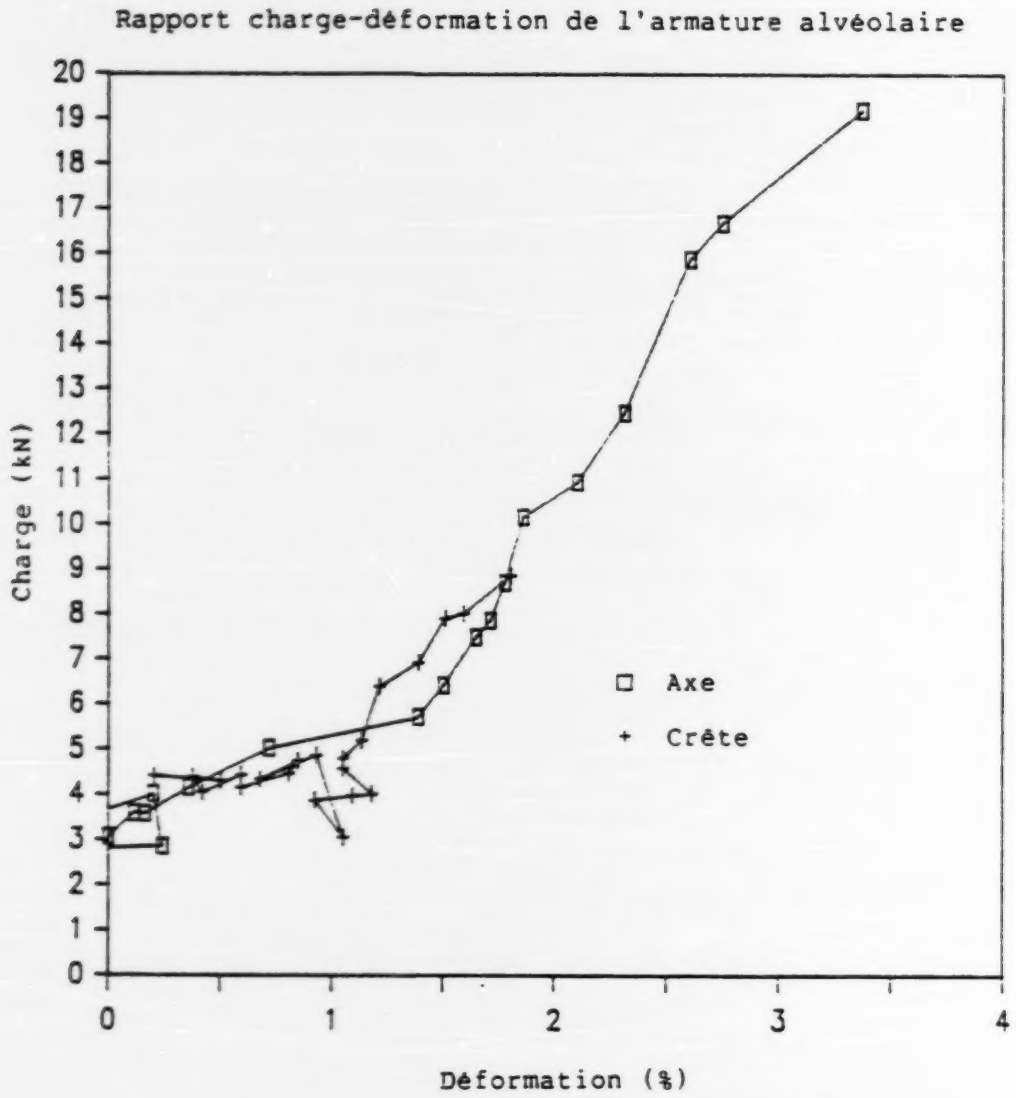



Figure 12 Rapport charge-déformation de l'armature alvéolaire